Article principal
recouvrant en partie

la THESE

présentée

A L'UNIVERSITÉ PIERRE ET MARIE CURIE

PARIS VI

par

Monsieur Michel VOGIEN

pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

SUJET DE LA THESE : **Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts**

soutenue le **16 décembre 1975** devant la Commission d'examen :

MM. SIESTRUNCK	*Président*
VICHNIEVSKY BLONDEAU	*Examinateurs*
PILOT	*Invité*

Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41544725_0046

Article principal
recouvrant en partie

la THESE

présentée

A L'UNIVERSITÉ PIERRE ET MARIE CURIE
PARIS VI

par

Monsieur Michel VOGIEN

pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

SUJET DE LA THESE : **Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts**

soutenue le **16 décembre 1975** devant la Commission d'examen :

MM. SIESTRUNCK	*Président*
VICHNIEVSKY BLONDEAU	*Examinateurs*
PILOT	*Invité*

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

Instrumentation du remblai expérimental "A" de Cubzac-les-Ponts

M. VOGIEN, Ingénieur civil des Ponts et Chaussées

RESUME

Dans le cadre des recherches sur la compressibilité effectuées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, la construction de trois remblais expérimentaux, en vraie grandeur, a été programmée sur le site de Cubzac près de Bordeaux. Neuf mètres d'argile molle légèrement organique, surconsolidée par dessication sur les deux mètres supérieurs, constituent le sol support. On présente ici l'instrumentation du premier remblai monté jusqu'à la rupture.

Cette instrumentation, répartie en surface (jalons topographiques), au contact remblai-sol de fondation (tassomètres, capteurs de contraintes totales, capteurs de déformation horizontale) et en profondeur (tubes inclinométriques, piézomètres, capteurs de contraintes totales), a permis de suivre avec précision le comportement de l'ouvrage jusqu'à sa rupture.

Les résultats des principales mesures sont indiqués et comparés aux résultats des calculs effectués par la méthode des éléments finis avec une loi de comportement élastique-plastique déduite des essais en place et en laboratoire.

INTRODUCTION

En 1972, les Laboratoires des Ponts et Chaussées établissaient un programme pluriannuel de recherches sur le comportement des remblais construits sur sols mous, qui comportait trois volets développés simultanément :

- Construction d'une série de 3 remblais expérimentaux de coefficients de sécurité respectifs 1.0, 1.5 et 1.2 destinés à mettre en évidence le comportement à la rupture (remblai A, F = 1.0 en 1974), le phénomène de consolidation (remblai B, F = 1.5 en 1975) et le phénomène de fluage (remblai C, F = 1.2 en 1978).

- Etude en laboratoire et en place de la loi de comportement des sols mous concernés par ces remblais.

- Calculs par la méthode des éléments finis des déformations et des contraintes développées dans ces ouvrages expérimentaux, sur la base des lois déterminées en laboratoire et comparaison avec les observations faites en place.

A ces trois volets s'est ajoutée, par la suite, la centrifugation de modèles réduits.

Le succès d'un tel programme dépend, en particulier, de la qualité des mesures faites sur les ouvrages. On présente ici l'instrumentation mise en place sur le remblai A (remblai à la rupture). Les remblais B et C sont instrumentés de façon analogue, à l'aide des mêmes types d'appareils.

CHOIX DU SITE - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

Le site de Cubzac-les-Ponts, situé à une trentaine de kilomètres au nord de Bordeaux, en rive droite de la Dordogne, a été retenu, parmi d'autres, pour les critères suivants :

Homogénéité du sol sur une surface suffisante pour réaliser les trois remblais (Fig. 1).

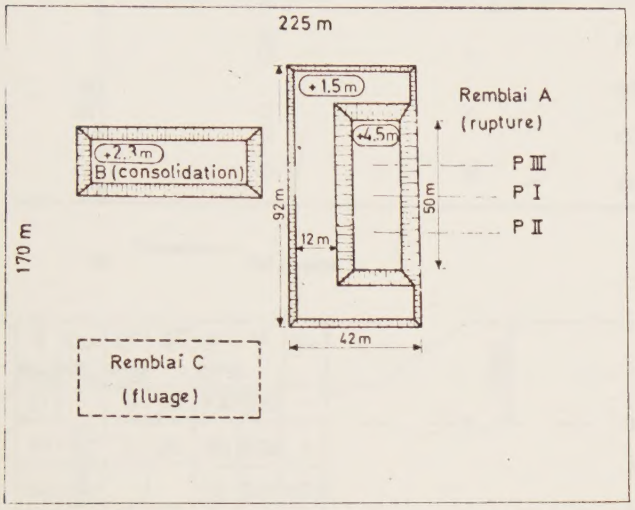


Fig. 1 - Site expérimental de Cubzac-les-Ponts, implantation des remblais.

Caractéristiques mécaniques suffisamment faibles pour pouvoir construire des remblais de taille raisonnable.

Proximité du Laboratoire régional de Bordeaux permettant un suivi constant de l'expérience.

La reconnaissance géotechnique s'est faite à base de :

. Prélèvement d'échantillons intacts par carottier à piston stationnaire (Ø 80 mm et Ø 100 mm).

. Essais scissométriques classiques.

. Essais scissométriques à pales coaxiales (Lemasson, 1976) destinés à déterminer l'anisotropie de résistance non drainée du sol en place.

. Sondages au pénétromètre à pointe électrique.

. Sondages aux pressiomètres classique et autoforeur.

. Essais de laboratoire : oedomètres, cisaillement triaxial.

On se reportera à la communication (Josseaume et al, 1977) pour les détails concernant le mode de détermination des lois de comportemen des argiles du Cubzac-les-Ponts, dont on donne ci-après le tableau synthétique des caractéristiques géotechniques (Fig. 2).

Les alluvions compressibles de la plaine alluviale de la Dordogne sont constituées de haut en bas par :

- une couche argilo-limoneuse de un à deux mètres d'épaisseur formant une croûte surconsolidée et altérée dont la résistance au cisaillement C_u varie de 40 à 60 kN/m^2.

- une couche d'argile tourbeuse d'environ 0,70 m d'épaisseur, de teneur en matière organique comprise entre 10 et 15%.

- une couche d'argile molle ($C_u \sim 20$ kN/m^2) légèrement organique (6% environ de matières organiques) jusqu'à neuf mètres de profondeur.

Le substratum est constitué par une couche de grave très perméable renfermant une nappe dont la charge est sensiblement équivalente au niveau de la nappe des alluvions susjacentes, située à la cote - 1 mètre.

Les teneurs en eau varient de 60% à 120%. L'indice de plasticité moyen est de l'ordre de 54%, avec un maximum de 90 à 100% dans la zone plus tourbeuse comprise entre deux et trois mètres de profondeur.

La composition minéralogique est à base d'illite (30%) et de montmorillonite (20 à 50%).

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir d'essais oedométriques indiquent un état de surconsolidation très net

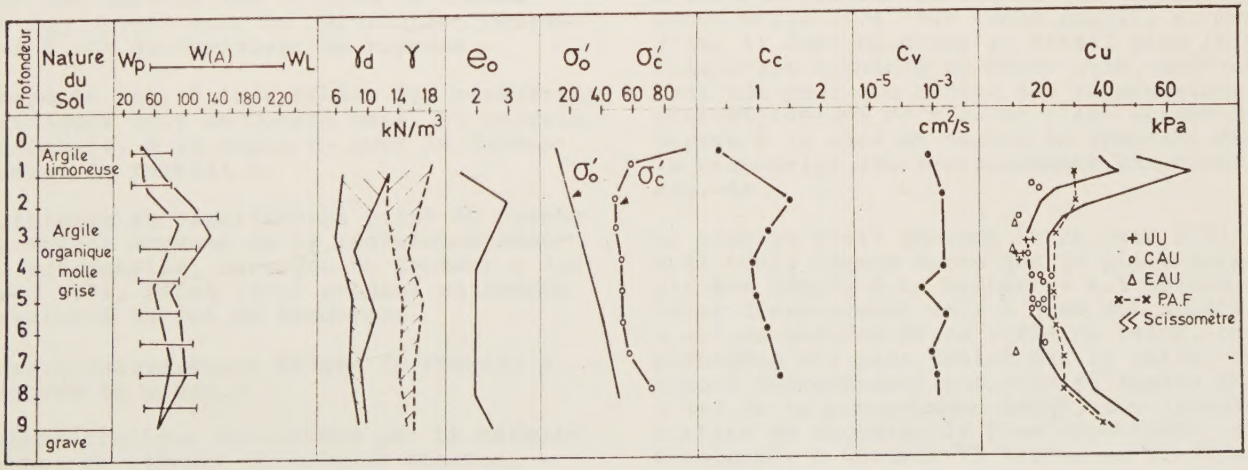
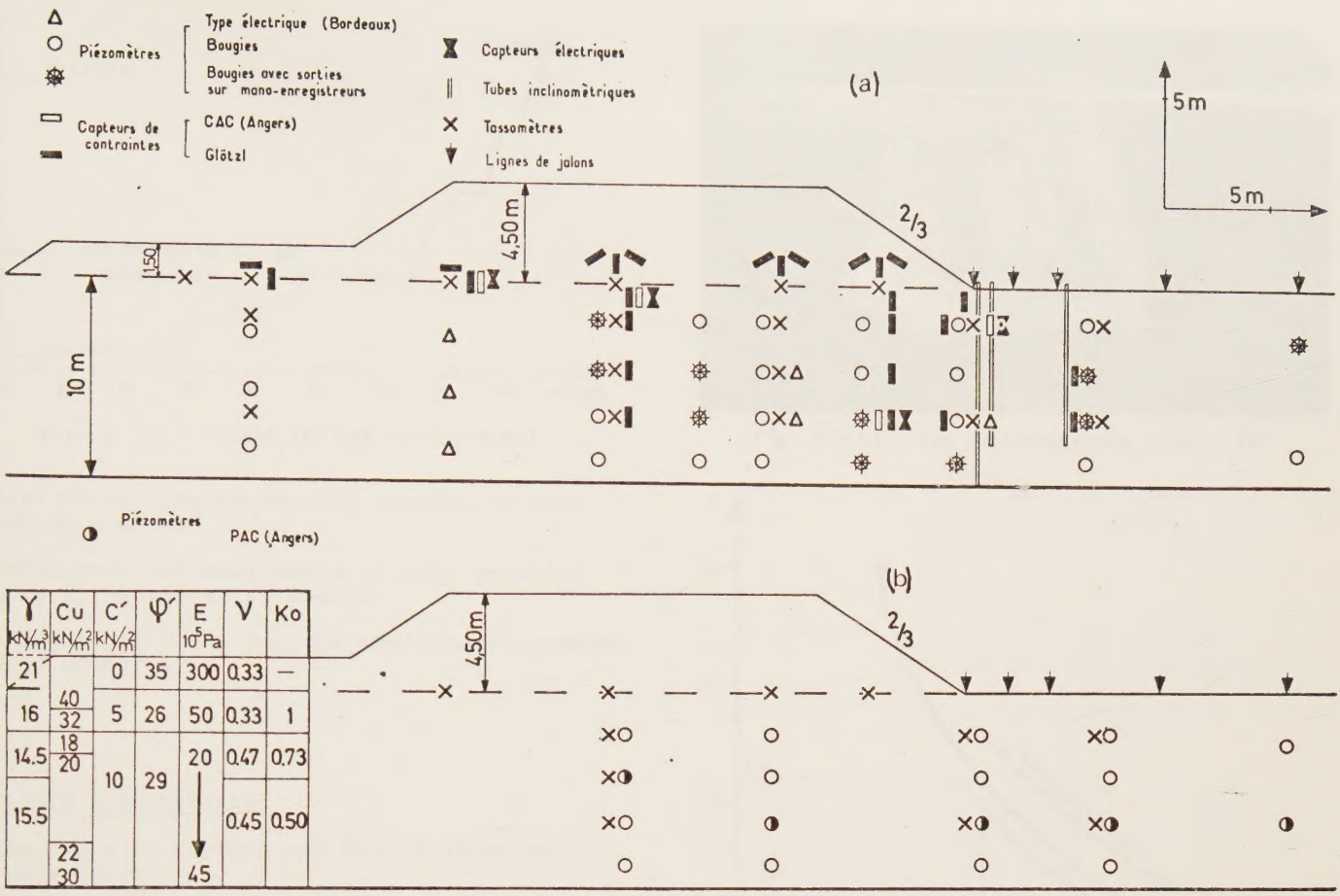


Fig. 2 - Coupe géotechnique du site expérimental.



γ kN/m³	Cu kN/m²	C' kN/m²	φ'	E 10^5 Pa	ν	Ko
21		0	35	300	0.33	—
16	40 / 32	5	26	50	0.33	1
14.5	18 / 20	10	29	20	0.47	0.73
15.5					0.45	0.50
	22 / 30			45		

Fig. 3 - Schéma d'implantation des appareils de mesure dans les profils en travers central (3a) et latéral (3b), Synthèse des paramètres géotechniques retenus dans les calculs (3b).

jusqu'à trois mètres de profondeur ($\sigma'c/\sigma'o$ moyen = 3,5), diminuant en profondeur (σ'_c/σ'_o = 2.4 à 5 mètres, $\sigma'c/\sigma'_o$ = 1.9 à 9 mètres).

Les valeurs de ces rapports sont plus faibles lorsqu'elles sont déterminées à partir d'essais consolidés anisotropiquement, non drainés (CAU) et sont comprises entre 1.5 et 2.1.

Les modules de déformation ont été déterminés par essais CAU à l'appareil triaxial et par essais au pressiomètre autoforeur. On a retenu pour les calculs les valeurs du module sécant E_{50} obtenu pour la déformation correspondant à 50% du déviateur de rupture.

On a reporté Fig. 3 la synthèse des paramètres géotechniques pris en compte dans les calculs prévisionnels, à la rupture, pour le dimensionnement du remblai A.

La résistance au cisaillement prise en compte est la valeur moyenne de la résistance mesurée au scissomètre, corrigée du facteur μ (Ip) (Bjerrum 1971, Pilot 1972) prenant en compte la plasticité du sol de fondation.

La densité relativement élevée du remblai a été mesurée en place.

La hauteur critique déterminée par la méthode de Bishop, en rupture circulaire était H_c = 5.35 mètres.

Afin de contenir la rupture dans la zone instrumentée, des banquettes stabilisatrices de 1,5 mètre de haut avaient été accolées au remblai, sur trois côtés (Fig. 1 et 3). Les dimensions de la plate-forme (L = 50 mètres, l = 14 mètres) avaient été déterminées de telle sorte que la rupture soit suffisamment bidimensionnelle pour pouvoir être interprétée par les méthodes de calcul classiques.

Déroulement de l'Expérience

L'instrumentation du site a été commencée début avril 1974, sur trois profils en travers (Fig. 1) dont on donne le détail plus loin. Elle s'est terminée au début juin, suffisamment tôt pour que toutes les surpressions interstitielles de mise en place soient dissipées à la mise en oeuvre du remblai, dont le calendrier des terrassements est donné Fig. 4a.

La rupture s'est amorcée le 28 juin à 21 heures soit trois heures après que la plate-forme ait été réglée à la hauteur + 4,5 mètres. Un léger décrochement de 2 à 3 cm est apparu à 3 mètres environ de la crête du talus, ce phénomène n'a plus évolué par la suite. Un second décrochement est ensuite apparu dans l'axe de la plate-forme. Enfin, une troisième surface de rupture, la plus importante, s'est développée à environ 13 mètres en arrière de la crête de talus, le bourrelet de pied qui

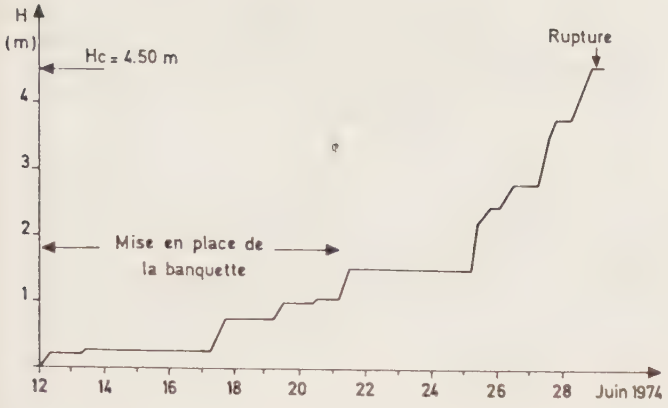


Fig. 4 - a) - Calendrier des terrassements

Fig. 4 - b) - Vue aérienne après rupture (b)

s'est formé simultanément a atteint la hauteur de 1,80 m.

L'essentiel des mouvements se sont produits entre 21 heures et 24 heures.

La figure 4b donne une vue aérienne du remblai après rupture.

Calculs a Posteriori

Deux types de calculs ont été réalisés après l'expérience.

Calculs à la rupture en contraintes effectives - Ils ont été faits sur la base des pressions interstitielles mesurées en place au fur et à mesure de la montée de la plate-forme. Les conclusions essentielles des calculs à la rupture sont les suivantes :

Le calcul classique en contraintes totales surestime le coefficient de sécurité d'environ 15 à 20% malgré les corrections de plasticité introduites (Fig. 5). Il faudrait abaisser à 20 kN/m^2 la cohésion non drainée de la croute de surface (0 à - 2 m) pour que le coefficient de sécurité calculé soit en accord avec les observations. La zone de rupture critique déterminée par ce calcul correspond à l'extension maximale de la rupture observée en fin de mouvement, (Fig. 6).

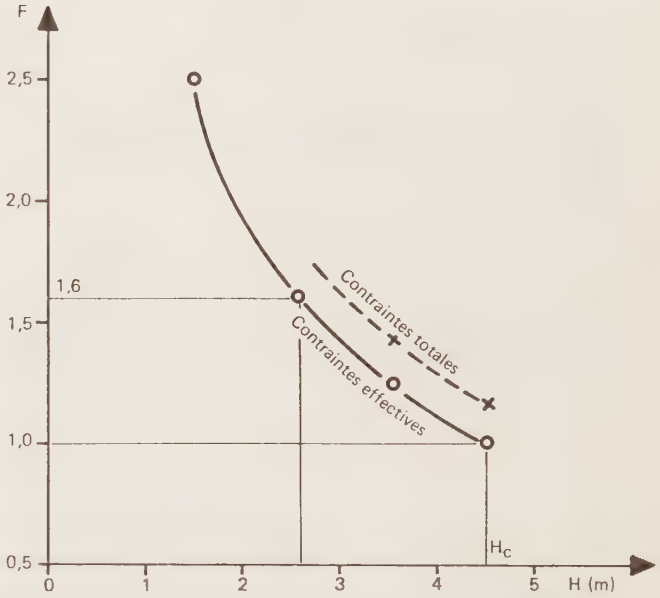


Fig. 5 - Evolution du coefficient de sécurité du remblai en contraintes totales et effectives.

Le coefficient de sécurité calculé en contraintes effectives décroit de façon monotone jusqu'à la valeur 1 pour H = 4.50 m. On note un changement net d'évolution pour H = 2.50 m (F = 1,6) qui correspond à l'apparition des zones plastiques déterminées par éléments finis et confirmées par les mesures

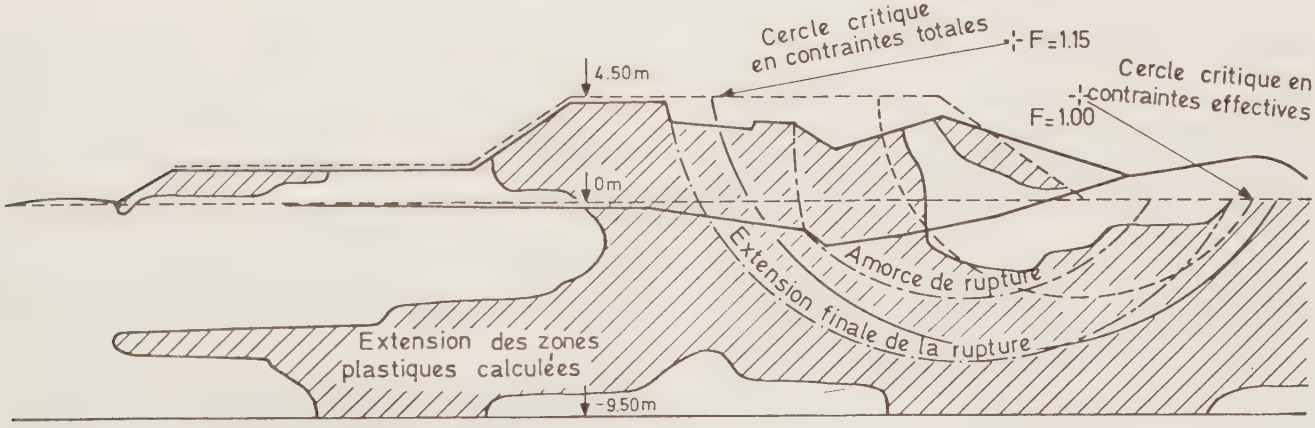


Fig. 6 - Extension des zones plastiques déterminées par éléments finis.

effectuées en place. La zone critique déterminée par ce type de calcul descend à la profondeur de l'amorce de rupture indiquée par les inclinomètres, mais se trouve nettement décalée vers le pied de remblai.

Calculs en déformation par la méthode des éléments finis - Ils ont été faits selon un schéma élasto-plastique (élasticité linéaire). Plusieurs hypothèses de lois de comportements déduites de l'exploitation des divers essais ont été prises en compte. Celles qui donnent les résultats se rapprochant le plus des observations en place sont rappelées (Fig. 3). Elles correspondent aux choix suivants :

Remblai :

E et ν dans le remblai ont été choisis par analogie avec les paramètres mesurés sur matériaux semblables.

Le critère de plasticité adopté est le critère de Drücker sur la base de C' = 1 kPa et Φ' = 35°.

Sol de fondation :

Le module d'Young E supposé isotrope est le module sécant à 50% du déviateur de rupture mesuré en essais CAU à une vitesse de déformation de 1,2% par heure.

La résistance au cisaillement C_u est la valeur moyenne des essais scissométriques. Elle est affectée d'un coefficient d'anisotropie μ, fonction de l'angle d'incidence de la contrainte principale majeure avec l'horizontale. μ varie selon une loi elliptique des valeurs 1 (essais en compression) à 0,6 (essais en extension) (Lemasson 1976).

E et C_u sont affectés d'un même coefficient correcteur traduisant l'effet du temps séparant l'instant initial de chargement et la rupture en un point donné. Ce coefficient est déduit d'essais de fluage-relaxation (Josseaume et al, 1977) et d'essais CAU à différentes vitesses de déformation. Compte tenu du temps de construction du remblai, ce coefficient vaut 0,68 au moment de la rupture.

Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0,33 entre 0 et - 2 m, ce qui correspond à un comportement de sol non saturé, confirmé par les mesures en laboratoire et par les observations en place. Il est compris entre 0,45 et 0,47 en profondeur, valeurs déduites des mesures de K_o en laboratoire et en place.

La figure 6 indique le stade final d'évolution des zones plastiques calculées au moment de la rupture. Ces zones sont apparues pour le calcul correspondant à H = 2.50 m et se sont développées en harmonie avec les formes de rupture observées en place.

Les détails d'évolution des divers paramètres suivis en place sont développés, ci-après, en même temps que l'instrumentation qui a servi à les mesurer.

INSTRUMENTATION DU REMBLAI A

Un profil central I (Fig. 3) et deux profils latéraux, II et III, situés à 12.50 m de part et d'autre, ont été instrumentés par :

Déplacements et Déformations
- 18 tassomètres de surface, au contact remblai-sol de fondation,
- 26 tassomètres de profondeur, dans le sol de fondation,
- 37 jalons topographiques à la surface du terrain,
- 9 plaques de tassement en pied de talus,
- 3 profilotassomètres horizontaux sous le remblai,
- 5 tubes inclinométriques verticaux,
- 6 capteurs de déformation potentiométriques au contact remblai-sol de fondation.

Pressions interstitielles
- 55 piézomètres hydrauliques,
- 10 piézomètres pneumatiques,
- 6 piézomètres électriques.

Pressions totales
- 28 cellules Glötzl,
- 6 capteurs à jauges.

Nous développons, ci-après, la présentation des systèmes de mesure qui sont des prototypes ou qui ont fait l'objet de mise en place particulière.

Mesures de Déplacements et de Déformations

Tassomètres de surface et de profondeur - Pour les deux types de mesures, l'appareillage est le même, seule change la forme de la cellule placée sous le remblai.

Le tassomètre est constitué d'une cellule de prise de niveau, à demi-remplie d'un liquide antigel, reliée par deux tubes de faible diamètre (rilsan 4 x 6 mm) à un tableau de mesure installé sur un support fixe situé hors de la zone d'influence du remblai. Une pression de gaz, constante, est appliquée dans la cellule, par le tube aller, de façon à refouler le liquide (par le tube retour) dans le tube de lecture gradué du tableau de mesure. Afin de s'affranchir des variations possibles de pression de gaz au cours du remblaiement, chaque série de cellules-tassomètres mises en place à une cote donnée est montée en parallèle avec une cellule-témoin, servant de référence, située au même niveau, hors de la zone d'influence du remblai (Fig. 7).

- A l'instant initial t_o, les niveaux mesurés sous la pression p_o dans les tubes retour sont h_o pour le tassomètre considéré, h_o (réf) pour l'appareil de référence.

- A l'instant t_1, sous la pression p_1, les niveaux mesurés sont respectivement h_1 et h_1 (réf).

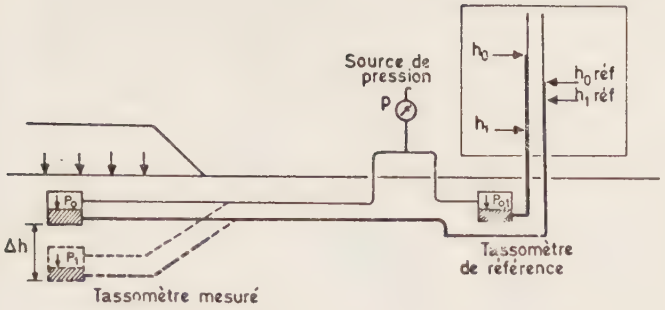


Fig. 7 - Schéma d'installation des tassomètres.

Le tassement Δh vaut :

$$\Delta h = h_o - h_1 - \left[h_{o\ (réf)} - h_{1\ (réf)} \right]$$

Tous les tubes retour étant fixés sur un même tableau, la lecture des 44 tassomètres s'effectue en cinq minutes environ.

Tubes inclinométriques verticaux - Sur les cinq tubes mis en place dans le profil central, seuls trois tubes à section carrée, correspondant à la sonde inclinométrique L.P.C. (Peignaud 1970), ont pu être exploités. Deux tubes descendaient à 7 mètres de profondeur, l'un au pied du remblai (I_3), l'autre à 5 mètres en avant (I_1). Le troisième (I_2), situé en pied de talus, était ancré à - 10.50 m, dans la grave, et devait permettre de mettre en évidence l'effet d'ancrage en pied sur les déplacements mesurés, par comparaison avec le tube voisin, I_3 (Fig. 3).

La mesure des 24 mètres de tube prenait environ une heure. Certaines difficultés d'interprétation en début de chargement sont venues du fait que les faibles déplacements du sol étaient voilés par le calage des tubes dans leurs forages.

Capteurs potentiométriques de déformation - Ces capteurs étaient destinés à mesurer les déformations horizontales locales du sol au contact du remblai. L'appareil est constitué d'un piston coulissant dans un cylindre. (Fig 8)

L'ensemble étant placé dans un tube de caoutchouc annelé qui suit les mouvements du sol.

Le déplacement relatif piston-cylindre est mesuré par un potentiomètre de 1,2 cm de course.

Ils ont été mis par paires de deux capteurs de 0.50 m et 1 m de long afin d'assurer la fiabilité des mesures.

Exploitation des résultats - Comparaison avec le calcul - Les résolutions obtenues sur les mesures faites avec les divers appareils sont les suivantes :

- jalons topographiques : ± 1 cm sur les déplacements horizontaux
- tassomètres : ± 5 mm sur les déplacements verticaux
- tubes inclinométriques: ± 1 cm sur les déplacements horizontaux pour 10 mètres de tube
- capteurs de déformation: $\pm 5.10^{-2}$ mm sur les déformations horizontales.

Les mouvements se sont fait sentir jusqu'à 15 mètres en avant du pied de remblai, soit environ 3 fois la hauteur de celui-ci au moment de la rupture.

La figure 9 donne le faisceau des mesures effectuées sur les trois profils en surface et à deux mètres de profondeur. Les tassements en surface, à la base du remblai, atteignent 25 cm en certains points.

Deux phénomènes importants sont à noter :

- Les mouvements s'accélèrent fortement lorsque la hauteur du remblai dépasse 2.50 m. Cela correspond à l'apparition de zones plastiques dans le sol de fondation. Ce phénomène est visible sur l'évolution de l'ensemble des paramètres (déformations, pressions interstitielles) que nous examinerons par la suite.

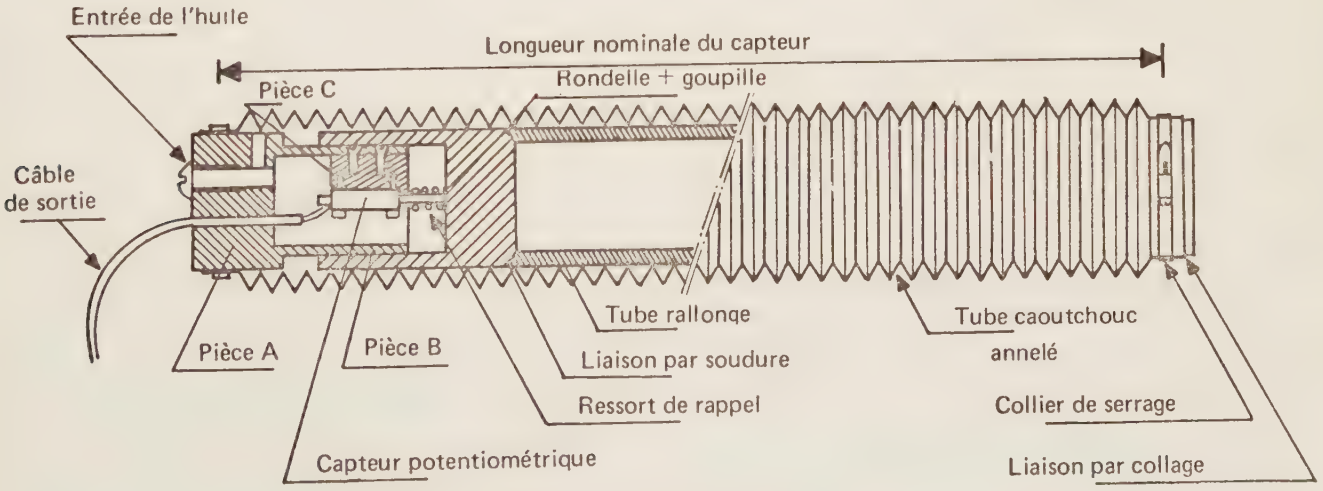


Fig. 8 - Capteur de déformation

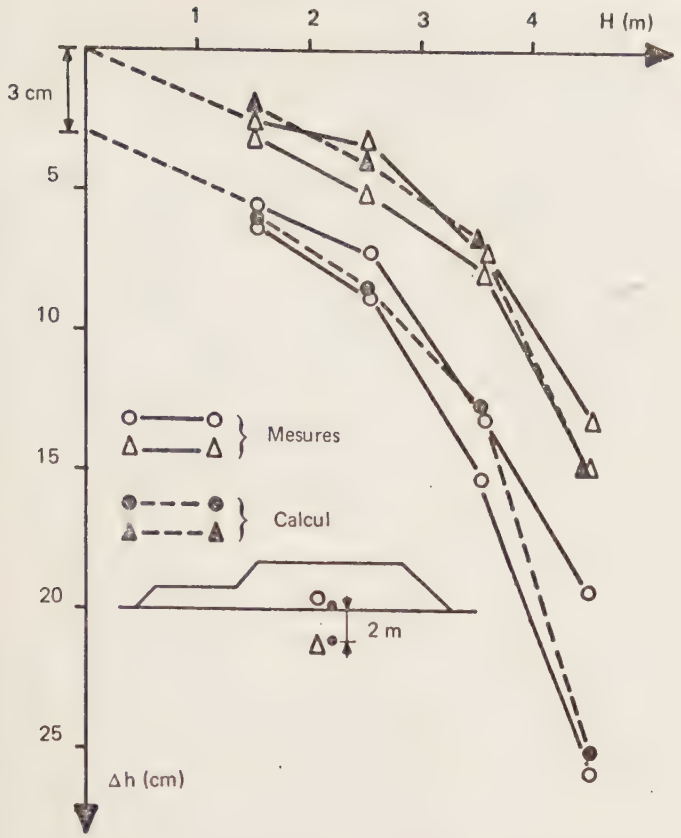


Fig. 9 - Comparaison des tassements calculés et mesurés.

- Les tassements mesurés en surface sont supérieurs d'environ 3 centimètres à ce que donnerait un calcul élastique. Ce surcroît de tassement apparaît lorsqu'on prolonge le fuseau de mesure vers l'origine du chargement. Il est dû à la non saturation nette de la croûte de surface, sur deux mètres d'apaisseur. En effet, ce phénomène s'atténue pour les tassomètres situés à 2 mètres de profondeur.

Les résultats des calculs présentés Fig. 9 ont été augmentés de ces 3 cm pour les tassomètres de surface.

On notera une bonne concordance entre mesures et calculs.

Les tubes inclinométriques situés en pied de talus (Fig. 10) accusent un maximum de déplacement horizontal entre 2.50 m et 3 m de profondeur, ce qui correspond au passage de la surface de rupture. Le tube I_2, ancré dans le substratum, donne, à 6 m de profondeur, un déplacement de 3.7 cm, sensiblement inférieur à celui que donne le tube voisin I_3, 6.2 cm, qui ne descend qu'à 7 mètres de profondeur et dont la déformée a été tracée à partir de la tête, suivie en topographie.

Il y a certainement cisaillement du sol par le tube I_2, retenu par son pied.

Le modèle de calcul surestime assez fortement les déplacements sur les 6 premiers mètres, ce qui est imputable soit à la loi de comportement prise en compte (en particulier le fait de prendre un module constant sur une horizontale et de ne pas tenir compte de l'anisotropie), soit à une rigidité trop forte des tubes inclinométriques vis-à-vis du sol, dont ils ne suivraient pas parfaitement les déformations.

La variation de volume horizontale mesurée à partir des déformées inclinométriques est inférieure d'environ 50% à la variation de volume vertical mesurée par tassomètres et jalons topographiques, ce qui justifie l'hypothèse d'une déformation avec changement de volume pendant la construction ($\nu < 0,5$).

Par contre, à la base du remblai, les déformations relatives du sol, sont bien modélisées (Fig. 11). Elles accusent un changement

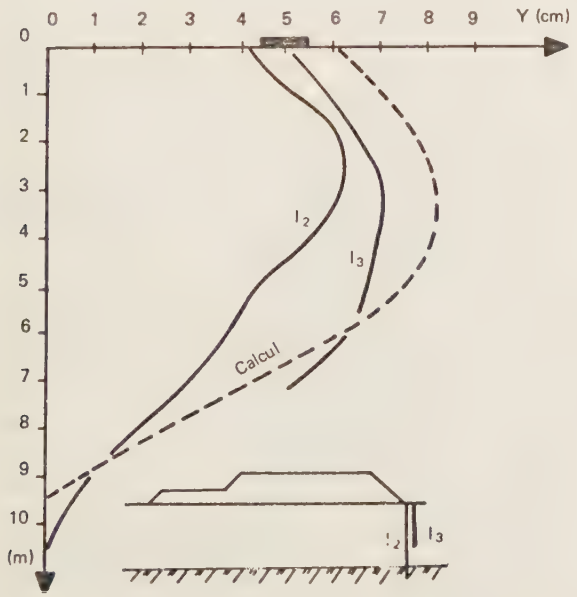


Fig. 10 - Déformées des tubes inclinométriques mesurées et calculées pour H = 3,5 m.

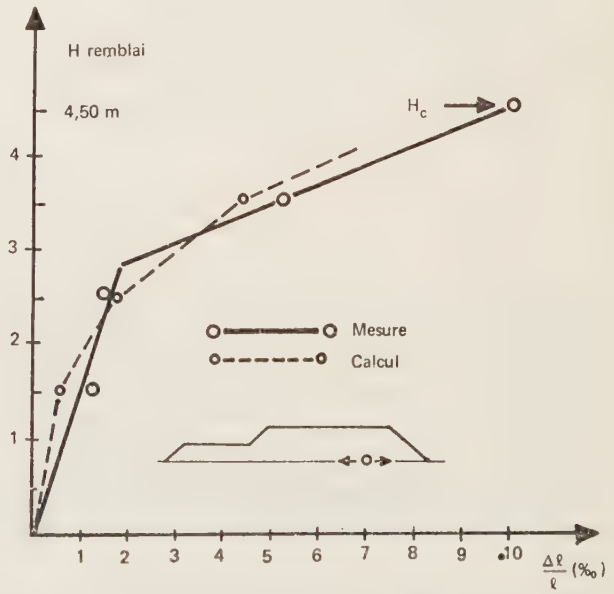


Fig. 11 - Déformations horizontales calculées et mesurées à la base du remblai.

de comportement du sol pour deux mètres de hauteur de remblai et ne dépassent pas 1% pour la hauteur de rupture.

Mesure des Pressions Interstitielles

Instrumentation - Trois types de piézomètres ont été mis en place :

- 55 piézomètres hydrauliques constitués par un cylindre creux (Ø =30 mm - H = 120 mm) en céramique poreuse, saturé avant mise en place et dont on mesure la pression interne, égale à la pression interstitielle extérieure, par l'intermédiaire d'un circuit en tube rilsan de petit diamètre.

- 45 appareils étaient reliés à des manomètres à mercure groupés sur un tableau de mesure.

- 10 piézomètres, qui se trouvaient dans la zone probable de rupture, étaient reliés à des manomètres enregistreurs.

- 10 piézomètres à contre pression de type PAC (Levillain, 1975). Dans ces piézomètres, mis au point par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, la pression interstitielle est mesurée par l'application sur une membrane d'une contre pression de gaz sous débit contrôlé, (Fig. 12). Ces mesures de pression interstitielle étaient enregistrées à l'aide d'une centrale automatique (une auscultation complète toutes les heures).

- 6 piézomètres électriques placés dans le profil central dont trois en double des piézomètres hydrauliques mentionnés ci-dessus. Ils n'ont pas donné entière satisfaction et leurs caractéristiques ont été modifiées après cette expérimentation.

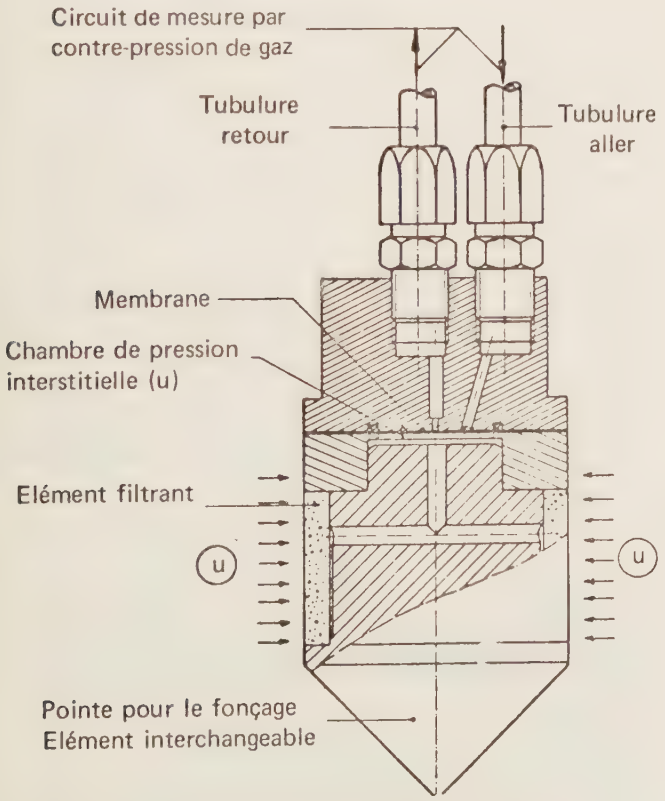


Fig. 12 - Coupe schématique du piézomètre à contre-pression pneumatique LPC.

Exploitation des résultats - La première observation à faire est la très bonne concordance entre les résultats obtenus d'une part sur les divers types d'appareils, et d'autre part sur les appareils placés aux mêmes endroits de la coupe en travers, sur les différents profils.

Le défaut de saturation du sol, ou, si l'on préfère, la compressibilité du liquide interstitiel, se traduisent par le fait que les surpressions interstitielles engendrées sont au départ relativement faibles en comparaison de la charge γH apportée par le remblai (Fig. 13a). Pour 1.50 m, le rapport $\Delta U/\gamma H$ ne dépasse pas 65%, le maximum se situe vers six mètres de profondeur. Il augmente jusqu'à 94%, pour la hauteur de rupture (Fig. 13b), le réseau des isochrones se densifie, sans s'étendre. L'influence de la surcharge sur les surpressions interstitielles reste limitée pratiquement à l'emprise du remblai.

La plupart des capteurs situés dans la zone de rupture ont marqué une chute brutale de pression immédiatement après l'amorce de la rupture.

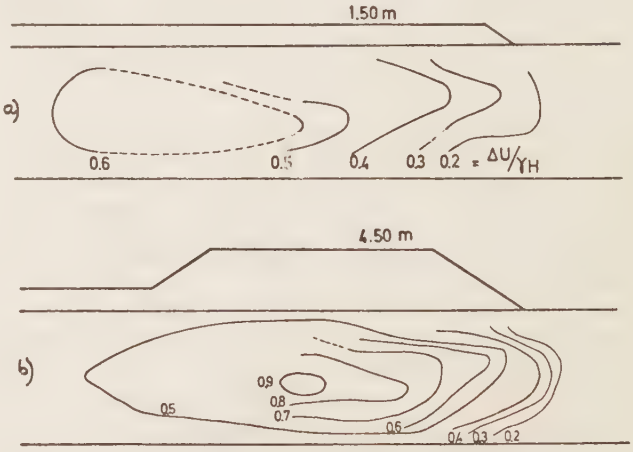


Fig. 13 - Isochromes des surpressions interstitielles Δu rapportées au poids du remblai γH.

Le calcul par éléments finis indique que les surpressions interstitielles sont, au début du chargement, sensiblement plus basses que celles que produirait un sol normalement consolidé saturé (Fig. 14). Elles sont relativement plus fortes par la suite. Dans cet esprit, une loi unique de type Henkel n'est pas directement utilisable tout au long du chargement. Toutefois, une approximation des valeurs obtenues au moment de la rupture, peut s'écrire sous la forme $\Delta U = 0{,}9\ \Delta\sigma_{oct.}$

L'incidence de la contrainte déviatorique apparaît en effet comme relativement négligeable, ce qui tendrait à montrer que le sol est dans un état voisin de son état critique.

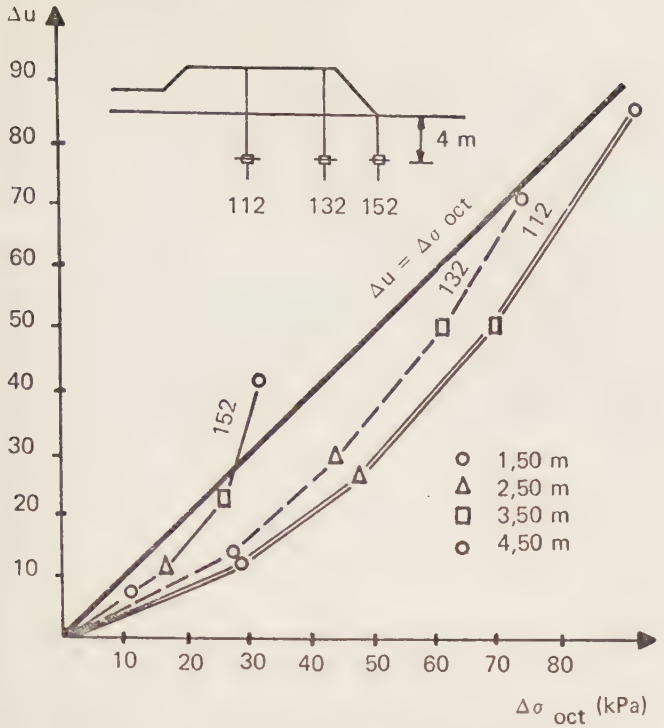


Fig. 14 - Comparaison des ΔU mesurées et $\Delta\sigma_{oct}$ calculés..

Mesure des Contraintes Totales

Instrumentation - 28 cellules Glötzl à contre pression pneumatique (10 x 20 cm) ont été mises en place dans le profil central. Elles étaient reliées à une centrale d'acquisition automatique des mesures qui réalisait une auscultation complète en une heure et demie. Trois groupes de trois cellules placées en étoile à 120°, dans le plan du profil I, à la base du remblai, étaient destinées à donner le tenseur complet des contraintes.

6 de ces cellules étaient doublées par des capteurs mis au point par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Fig. 15). Dans ces capteurs, la pression totale de sol à mesurer s'exerce sur deux membranes limitant une chambre remplie d'huile. La pression de l'huile est détectée par des jauges électriques.

Exploitation des mesures - Ce type de mesures est extrêmement délicat, car la mise en place du capteur en profondeur perturbe l'état du sol, et la détermination exacte des conditions initiales est pratiquement impossible. En particulier, on ne retrouve pas les valeurs de K_o déterminées par ailleurs. Les résultats ne peuvent donc s'exploiter valablement que sous forme de variations de contraintes par rapport à l'état initial.

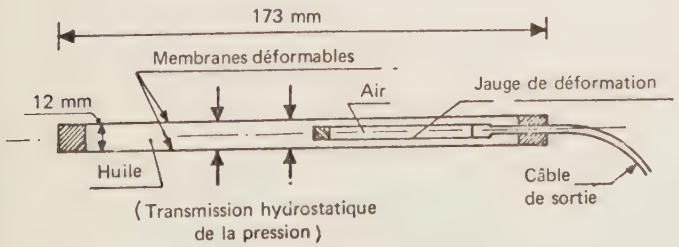


Fig. 15 - Coupe du capteur électrique de contraintes totales LPC.

Les principaux éléments à retenir sont les suivants :

La non saturation du sol est confirmée par la comparaison de deux capteurs verticaux placés perpendiculairement l'un à l'autre, à quatre mètres de profondeur dans l'axe de la plate-forme. En effet, si on suppose le milieu homogène, élastique linéairement, on peut écrire les relations suivantes en déformation plane (plan yoz où z est l'axe vertical, y l'axe horizontal orienté dans le sens de la rupture et x la direction normale au plan des déformations) :

$$\epsilon_x = 0$$
$$\sigma_x = \nu\ (\sigma_y + \sigma_z)$$
$$\sigma_z = \gamma H$$

Donc la mesure à chaque instant de σ_{xx} et σ_{yy} permet de calculer les variations de ν. On a trouvé ainsi que ν varie de 0,35 à 0,5 au cours du chargement.

La comparaison mesure-calcul est correcte en profondeur (Fig. 16). En surface, par contre, le calcul donne des tractions dans le sol de fondation, alors que la mesure donne des compressions. Les capteurs placés à la base du remblai donnent des valeurs de compression proches et celles du calcul.

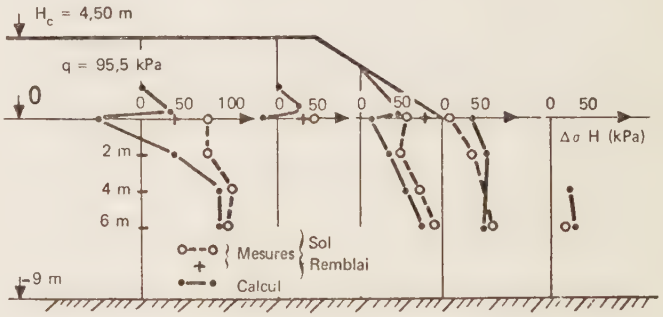


Fig. 16 - Distribution des surpressions horizontales totales mesurées et calculées.

CONCLUSION

L'expérimentation en vraie grandeur, d'un remblai monté jusqu'à sa hauteur critique, sur dix mètres d'argile molle, et fortement instrumenté a permis de mettre en évidence les points suivants :

L'évolution des paramètres mesurés - tassements, déplacements horizontaux, contraintes, pressions interstitielles - subit un accroissement sensible pour un coefficient de sécurité de l'ordre de 1.6 (H = 2.50 m pour H_c = 4.50 m).

Le sol ne se déforme pas à volume constant. Son coefficient de Poisson initial est de l'ordre de 0.3 et tend vers 0.5 au cours du chargement.

La rupture s'est amorcée selon une surface relativement peu profonde (D < 3.75 m), voisine de la surface critique déterminée par un calcul à la rupture, en contraintes effectives sur la base des pressions interstitielles mesurées (F = 0.99).

Elle s'est développée en profondeur en trois heures de temps environ, pour se stabiliser selon une surface relativement profonde (D ∿ 6 m), voisine de la surface critique déterminée par un calcul à la rupture, en contraintes totales. Toutefois, le coefficient de sécurité ainsi déterminé, en tenant compte de la plasticité du sol, est trop fort d'environ 15% (F = 1.15).

Les calculs par éléments finis, effectués sur la base d'une loi élastique linéaire-plastique, résistance au cisaillement moyenne déterminée au scissomètre de chantier, module sécant E_{50} déterminé par essais CAU, corrigés de l'effet du temps de construction, permettent d'approcher de façon acceptable les tassements verticaux et les contraintes mesurées en profondeur, mais surestiment les déplacements horizontaux et ne donnent pas les bonnes contraintes en surface.

BIBLIOGRAPHIE

BJERRUM L., Recent Research on the Consolidation and Shear Behaviour of Normally Consolidated Clays, *Conférence à l'Impérial Collège*, London, 1971.

JOSSEAUME H., BLONDEAU F., PILOT G., Facteurs affectant le comportement des argiles molles, *Communication au Symposium International de Bangkok*, Thème n° 3, 1977.

LEMASSON H., Une nouvelle méthode pour la mesure de l'Anisotropie en place des argiles, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, Numéro spécial La Stabilité des Pentes, 1976.

LEVILLAIN J.P., Mesures pneumatiques, la Sonde piézométrique L.P.C., *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* n° 76, 1975.

PEIGNAUD M., Le point sur les inclinomètres, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* n° 49, 1970.

PILOT G., Study of five embankment failures on soft soils, *Proceedings ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, Purdue University, Vol. 1, Part. 1, 1972.

VOGIEN M., *Etude du comportement, avant la rupture, d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts*, Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Pierre et Marie Curie, Paris, 1975.